

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	中低層鋼構造制振建物を対象とした高強度鋼の有効性と耐震性能の評価
Title(English)	EVALUATION OF EFFECTIVITY OF HIGH-STRENGTH STEELS AND SEISMIC PERFORMANCE FOR LOW- AND MEDIUM-RISE PASSIVE CONTROL STEEL STRUCTURES
著者(和文)	渡辺泰成, 佐藤利昭, 北村春幸, 佐藤大樹, 宮川和明, 植木卓也, 村上行夫
Authors(English)	Toshiaki Sato, Haruyuki Kitamura, Daiki Sato, Kazuaki Miyagawa, Takuya Ueki, Yukio MURAKAMI
出典(和文)	日本建築学会技術報告集, Vol. 22, No. 52, pp. 909-914
Citation(English)	AIJ Journal of Technology and Design, Vol. 22, No. 52, pp. 909-914
発行日 / Pub. date	2016, 10
権利情報	日本建築学会
Relation	https://www.jstage.jst.go.jp/article/aijt/22/52/22_909/_article/-char/ja/
Note	本文データは学協会の許諾に基づきJ-STAGEから複製したものである

中低層鋼構造制振建物を対象とした高強度鋼の有効性と耐震性能の評価

EVALUATION OF EFFECTIVITY OF HIGH-STRENGTH STEELS AND SEISMIC PERFORMANCE FOR LOW- AND MEDIUM-RISE PASSIVE CONTROL STEEL STRUCTURES

渡辺泰成 — * 1 佐藤利昭 — * 2
北村春幸 — * 3 佐藤大樹 — * 4
宮川和明 — * 5 植木卓也 — * 6
村上行夫 — * 6

Yasunari WATANABE — * 1 Toshiaki SATO — * 2
Haruyuki KITAMURA — * 3 Daiki SATO — * 4
Kazuaki MIYAGAWA — * 5 Takuya UEKI — * 6
Yukio MURAKAMI — * 6

キーワード：
高強度鋼, 履歴ダンパー, 中低層建物, 時刻歴応答解析,
等価線形化法

Keywords:
High-strength steel, Hysteretic damper, Low- and medium-rise building, Time history response analysis, Equivalent linearization method

This report shows the advantage of using high-strength steels and hysteretic dampers for low- and medium-rise buildings. In this paper, the structural members are decided by the long term stress. Seismic loads are burdened with hysteretic dampers. There are two methods to increase the yield stress of columns; one is using high-strength steels, and the other is adopting larger members. Through the investigation of time history response analysis, a method using high-strength steels has high performance not only decreasing damage of frame but also increasing the equivalent damping factor than another method.

1. はじめに

柱の破断や局部座屈等の被害^{例えば 1), 2)} が多数報告された兵庫県南部地震から約 20 年が経過し, それらの被害軽減を目的に規基準の見直しが行われる中で, 構造物に求められる性能は, 年を増すごとに高まっている。特に 2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震で受けた経済損失に対する関心は強く, 首都直下地震や南海トラフを震源とする巨大地震への懸念から, 事業継続性の確保を求める声は大きい³⁾。これらを受け, 近年では, 超高層オフィスビルに限らず, 生産施設や物流倉庫等の中低層建物にも高い耐震性能が要求され, 制振構造や免震構造が積極的に導入されている。

損傷制御構造⁴⁾・パッシブ制振構造⁵⁾と呼ばれる制振構造は, 近年の超高層建物において一般的な技術となりつつあるが, それらに比べて, 固有周期が短い中低層建物では, 耐震構造が選ばれることが多いと言える。これに対し, 本報で対象とする物流倉庫は, 高い階高, 事務室の約 10 倍の積載荷重を有し, 固有周期が同規模の建物より長い傾向にあるため, 超高層建物と同様に, 制振構造を採用する利点が考えられる。これらを背景に, 筆者らは主架構の断面を長期荷重によって定め, ダンパーに地震力を負担させる設計手法を提案してきた⁶⁾。この手法は, 積載荷重の大きさから地震力を主架構に負担させると過大となる部材断面を抑え, さらに高強度鋼の採用により主架構の弾性限界を伸ばすことで, ダンパーのエネルギー吸収能力を十分に発揮させるものである。

これまでの検討では, 柱に高強度鋼を用いた場合と, それと同程

度の降伏耐力を有する断面を用いた場合を比較し, 残留変形や主架構の損傷が低減されることを確認してきた⁶⁾。しかし, 柱が弾性範囲に留まる反面, 梁の最大塑性率が大きいという問題も残っていた。本報は, これらの問題解決を目的に, さらに柱の断面を小さくした場合の応答性状を分析した結果を報告するものである。ここで用いる高強度鋼は, 府省連携プロジェクトで開発された引張強さが 780 N/mm² 級の鋼材である⁷⁾。引張強さが 780 N/mm² 級の高強度鋼のみで構成される柱梁接合部は, 繰り返し変形や施工性が問題となる。その解決策として, 高強度鋼と 490 N/mm² 級の普通鋼を組み合わせる方法が挙げられ, その保有性能を把握するために, 柱梁接合部を対象とした実験^{例えば 8), 9)}や解析的な検討^{10), 11)}まで報告されてきている。一方, これら高強度鋼と普通鋼を組み合わせた建物を対象とした検討は少なく, 小早川ら¹⁰⁾, 佐藤ら¹¹⁾により, 時刻歴応答解析に基づく応答評価は行われているが, 制振構造を対象に減衰性能等の評価が行われた例は殆どない。これらを踏まえ, 本報では, 告示波を用いた時刻歴応答解析による応答性状の分析に加え, 等価線形化法を基に, 減衰性能を試算した結果も併せて示す。

2. 検討対象建物の概要およびモデル化

2.1 検討対象建物の概要

検討対象建物は, 物流倉庫のように積載荷重が大きい建物の一部を切り出した, 平面: 67.2 m × 41.6 m, 高さ: 30 m, 階高: 7.5 m の地上 4 階建ての鋼構造建物である。図 1 に, 検討対象建物の基準階状

¹⁾ 戸田建設(株) (元東京理科大学大学院) 修士 (工学)
(〒104-8388 東京都中央区京橋 1-7-1)

²⁾ 九州大学大学院人間環境学研究院 准教授・博士 (工学)

³⁾ 東京理科大学理工学部建築学科 教授・博士 (工学)

⁴⁾ 東京工業大学未来産業技術研究所 准教授・博士 (工学)

⁵⁾ JFE シビル(株) 博士 (工学)

⁶⁾ JFE スチール(株)

¹⁾ Toda Corp., Former Graduate Student, Tokyo Univ. of Science, M. Eng.

²⁾ Assoc. Prof., Faculty of Human-Environment Studies, Kyushu Univ., Dr. Eng.

³⁾ Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

⁴⁾ Assoc. Prof., FIRST, Tokyo Inst. of Technology, Dr. Eng.

⁵⁾ JFE Civil Engineering & Construction Corp., Dr. Eng.

⁶⁾ JFE Steel Corp.

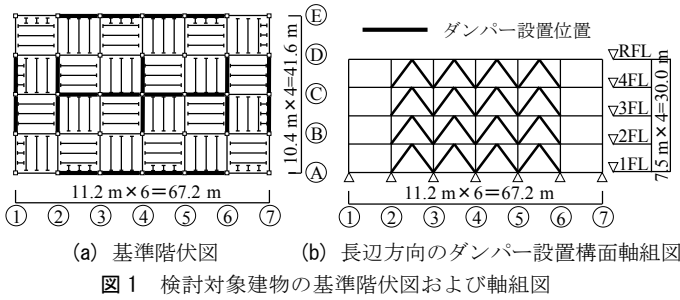


図1 検討対象建物の基準階伏図および軸組図

図, 長辺方向のダンパー設置構面の軸組図を示す。検討は, 長辺方向とし, 地震動は長辺方向のみの一方向入力とする。

積載荷重が大きい建物は, 長期荷重が支配的となるため, 長期荷重に対して定めた断面が最小断面と位置づけられる。そこで, 長期荷重を主架構, 水平荷重をダンパーに負担させ, ダンパーの履歴減衰による応答低減効果を期待する設計とし, 本報の検討で基準となるモデルの主架構断面を以下の条件を満たすように決定する。なお, 設計用の床荷重は全層で 14.75 N/m^2 とする¹²⁾。

- (1) 長期許容応力度設計を満たす。
- (2) SN490 を用い, 幅厚比を FA ランクとする。
- (3) 終局時に鉛直荷重を支持できるように, 梁は, 両端ピン支持の中央の曲げモーメントに対して, 短期許容応力度以下とする。
- (4) 柱は, 中柱の長期軸力に対する降伏軸力比が 1/3 程度 (100 N/mm^2) とする。
- (5) 最下階の柱脚と最上階の柱頭を除くすべての節点位置での柱梁耐力比は 1.0 以上とする。

建物モデルを単純にするため, 梁は全層で同一, 柱は各層で同一の断面とした。4-C 通り位置での 2~4 階の柱梁耐力比は 1.2 程度である。このモデルを基準モデル, または SD-1.0 と呼ぶ。

SD-1.0 を基に, 柱の断面を小さくし高強度鋼を用いる方法と, 大きな断面を用いる方法で柱の降伏耐力を約 1.5 倍増大させたモデルを作成し, 柱の降伏耐力を増大させる方法が異なることによる各応答値の違いを比較する。

柱の断面係数が SD-1.0 の約 0.6 倍の断面に引張強さが 780 N/mm^2 級の高強度鋼を用いたモデル HD-0.6 と, 柱の断面係数が SD-1.0 の約 1.5 倍の断面を用いたモデル SD-1.5 を作成した。SD-1.0, SD-1.5 および HD-0.6 の主架構断面を表 1 に示す。なお, 梁は, すべてのモデルで同一である。ダンパーは, 降伏応力度が 225 N/mm^2 の低降伏点鋼を軸材とする座屈拘束ブレースとし, 長辺方向に 1 層あたり 24 基設置する。

表 1 主架構断面

	梁 (長辺方向)	柱
SD-1.0	H-700 × 300 × 14 × 22	□-500 × 500 × 19 ~ 25
SD-1.5		□-550 × 550 × 25 ~ 32
HD-0.6		□-400 × 400 × 22 ~ 28

2.2 検討対象建物のモデル化

解析モデルは, 立体骨組モデルを用いた。柱梁の部材端は, フェイス位置に複数の弾塑性軸バネを断面形状に合わせて配置するマルチスプリングモデルとした。スラブは剛床とし, スラブによる曲げ剛性増大率は 1.5 とした。時刻歴応答解析時の構造減衰は, 主架構

のみの 1 次固有周期 T_1 に対して初期減衰定数 h_0 が 0.02 となる初期剛性比例型とし, 主架構のみに与える。基礎梁は弾性とした。SD-1.0, SD-1.5 および HD-0.6 の固有値解析から得た長辺方向の T_1 , 建物全重量および鉄骨重量を表 2 に示す。

表 2 1 次固有周期と建物全重量および鉄骨重量

	1 次固有周期(s)	建物全重量(kN)	鉄骨重量(kN)
SD-1.0	2.54	143,150	12,650
SD-1.5	2.23	144,429	14,152
HD-0.6	3.07	142,705	12,228

ダンパーは, 両端をピン支持とし, 軸方向変形のみを考慮した弾塑性モデルとした。第 i 層のダンパーの降伏層せん断力 ${}_a Q_{yi}$ は,

$${}_a Q_{yi} = {}_a \alpha_y \cdot \sum_{j=1}^n m_j \cdot g \cdot B_i \quad (1)$$

と表す。ここで, ${}_a \alpha_y$: 第 1 層のダンパーの降伏層せん断力係数, n : 層数, m_j : 第 j 層の質量, g : 重力加速度, B_i : 外力分布を A_i 分布とした場合の主架構の層せん断力分布である。解析上は, 等価なヤング係数を用いて, 弾性部と塑性化部の直列バネを弾性剛性の等しい 1 本の弾塑性バネでモデル化した。アスペクト比が 1 以下の中低層建物であることから, 付帯柱の軸変形がないと仮定して, ダンパーの塑性化部長さを構造中間長さの 0.5 倍, ダンパーの弾性部断面積を塑性化部断面積の 2.0 倍としたとき, 第 i 層のダンパーの水平方向の降伏変位 ${}_a \delta_{yi}$ は 0.0129 m となる。ダンパーの復元力特性は完全弾塑性型とした。第 1 層のダンパーの降伏層せん断力係数 ${}_a \alpha_y$ は, 0.02 ~ 0.10 まで 0.02 刻みで変動させた。

2.3 主架構のみの静的増分解析による比較

外力分布を A_i 分布とした静的増分解析を行い, 作成したモデルの初期剛性, 降伏変位の差を比較する。図 2 に主架構のみの静的増分解析より得られた第 i 層の層せん断力 Q_i と層間変位 δ_i の関係を示す。図 2 には, 第 5 章で用いる等価バイリニアの復元力特性を併記した。等価バイリニアの初期剛性は静的増分解析結果の初期剛性, 主架構の降伏変位はその層のいずれかの梁が全塑性モーメントに達したときの層間変位, 2 次剛性は最大層間変位が 0.10 m (層間変形角が $1/75 \text{ rad}$) とした場合に歪エネルギーが静的増分解析結果と等しくなるように決定した。

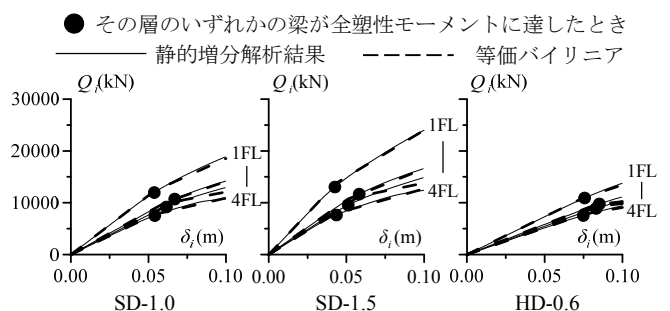


図 2 主架構のみの静的増分解析結果

図 2 より, 初期剛性は, 柱に大きな断面を用いたモデル SD-1.5, 基準モデル SD-1.0, 柱に高強度鋼を用いたモデル HD-0.6 の順で高いことがわかる。主架構の降伏変位は, HD-0.6, SD-1.0, SD-1.5 の順に大きい。これは, すべてのモデルの梁が同じため, 初期剛性が高い

いモデルのほうが、小さな層間変位で、梁が全塑性モーメントに達するためである。許容応力時のベースシア係数は、SD-1.0、SD-1.5、HD-0.6それぞれ、0.057、0.062、0.051である。

3. 検討用のダンパーの降伏層せん断力係数の設定

3.1 検討用入力地震動の概要

検討用入力地震動は、周期変動により応答値に大きな差異が生じることを避けるために、減衰定数 h が 0.05 のとき、コーナー周期 0.64 s 以降で擬似速度応答スペクトル ρS_v が 0.8 m/s で一定となる告示波を用いた。位相特性に、1995 年兵庫県南部地震—神戸海洋気象台記録(JMA KOBE)NS成分を用いた告示波を ART KOBE 80、1968 年十勝沖地震(HACHINOHE)EW成分を用いた告示波を ART HACHI 80 と呼び、レベル 2 の地震動とする。レベル 2 の地震動の入力レベルを 1.5 倍した地震動をそれぞれ、ART KOBE 120、ART HACHI 120 と呼ぶ。図 3 に、検討用入力地震動の $\rho S_v(h=0.05)$ とエネルギースペクトル $V_E(h=0.10)$ 、検討対象モデルの 1 次固有周期 T_1 の範囲(検討範囲)を示す。図 3 より、検討範囲は擬似速度応答スペクトル ρS_v が一定の範囲であることがわかる。

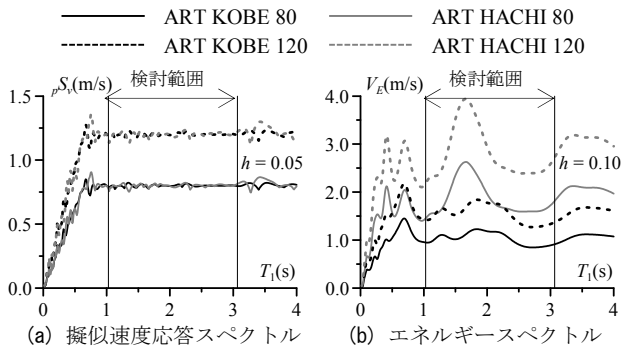


図 3 検討用入力地震動のスペクトル

3.2 検討用のダンパーの降伏層せん断力係数の決定

検討用の第 1 層のダンパーの降伏層せん断力係数 $d\alpha_y$ をモデルごとに定める。検討用の $d\alpha_y$ はレベル 2 の地震動を入力した場合に、

- (1) 最大層間変形角 R が 1/100 rad 以下。
- (2) ダンパーの累積塑性歪エネルギー dW_p を入力エネルギー E で除した、ダンパーのエネルギー吸収率 dW_p/E が 60% 以上。

を条件に定める。(1)の条件は、主架構の初期剛性が異なるモデルの層間変位を、ダンパーを設置することで揃える役割を担う。(2)の条件は、入力エネルギーの半分以上をダンパーが吸収するように設定

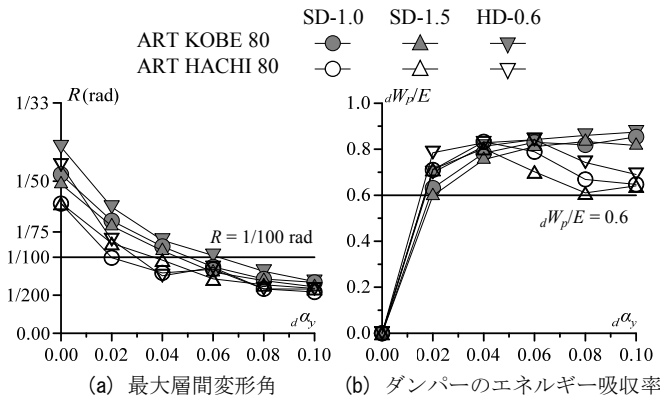


図 4 レベル 2 の地震動入力時の応答値

した、制振効果が十分な制振建物の検討であることを表す。図 4 に、レベル 2 の地震動を入力した場合の R 、 dW_p/E と $d\alpha_y$ の関係を示す。

図 4 より、基準モデル SD-1.0 と柱に大きな断面を用いたモデル SD-1.5 は $d\alpha_y$ が 0.06 以上、柱に高強度鋼を用いたモデル HD-0.6 は $d\alpha_y$ が 0.08 以上で、 R が 1/100 rad 以下となった。 $d\alpha_y$ が 0.04 以上で、すべてのモデルの dW_p/E が 60% 以上となった。したがって、検討用の $d\alpha_y$ は、SD-1.0 と SD-1.5 で 0.06、HD-0.6 で 0.08 とする。ダンパーを付与した場合の SD-1.0、SD-1.5、HD-0.6 の 1 次固有周期 T_1 は、それぞれ 1.27 s、1.21 s、1.17 s である。

3.3 ダンパー付与時の静的増分解析結果の比較

ダンパーを付与したことによる主架構への影響および主架構がダンパーに与える影響を静的増分解析により調べる。前節で定めた検討用の第 1 層のダンパーの降伏層せん断力係数 $d\alpha_y$ のダンパーを付与した場合の静的増分解析結果を図 5 に示す。

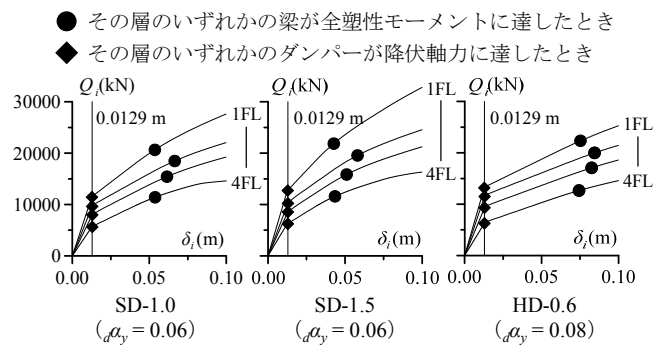


図 5 ダンパー付与時の静的増分解析結果

図 5 より、全層でダンパーが先行降伏しており、各層のダンパーの水平方向の降伏変位 $d\delta_y$ が、前章で述べた 0.0129 m と概ね一致している。したがって、本報のモデルは、柱の軸伸縮による建物の曲げ変形が小さいモデルであると言える。主架構の降伏変位は、図 2 で示した主架構のみの静的増分解析結果と同程度であることから、本報のモデルは、ダンパーが付与することによる、主架構の降伏変位に与える影響は小さい。

4. 応答値の評価

4.1 最大応答値の評価

はじめに、最大絶対加速度 A と最大層間変形角 R を、JSCA 耐震性能メニューにおける性能判断基準値¹³⁾(以降、JSCA 基準値と呼ぶ)を用いて評価する。レベル 2 の地震動を入力した場合のクライテリアは安全限界余裕度 II、レベル 2 の 1.5 倍の地震動を入力した場合のクライテリアは安全限界とする。図 6 に、レベル 2 とレベル 2 の 1.5 倍の地震動を入力した場合の A と R を示す。なお、図 6(a)には、基準モデル SD-1.0 の主架構のみの A と R も併せて示す。

図 6 より、第 1 層のダンパーの降伏層せん断力係数 $d\alpha_y$ をモデルごとに定めたことで、レベル 2 の地震動を入力した場合だけでなく、レベル 2 の 1.5 倍の地震動を入力した場合にも、主架構の初期剛性が異なるモデルの最大絶対加速度 A と最大層間変形角 R を同程度にできた。図 6(a)より、 R が主架構のみの場合と比較して、50% 程度低減しており、ダンパーを付与したことによる応答の低減効果が大きいことがわかる。すべてのモデルにおいて、ART KOBE 120 を入力した場合は、 R が 1/75 rad 以上となり、安全限界を上回った。しかし、 A

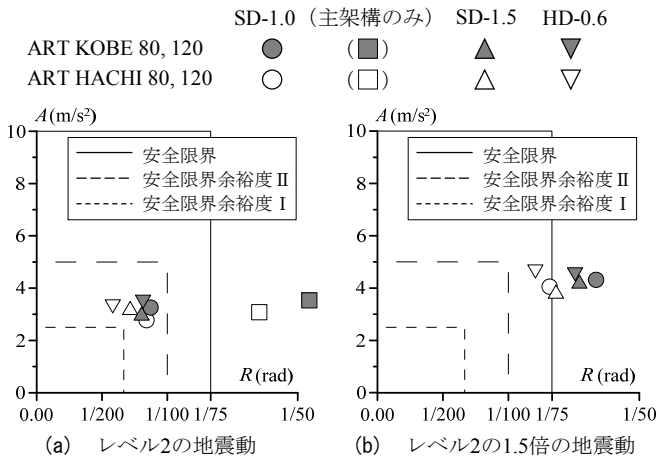


図6 最大絶対加速度と最大層間変形角

はレベル2, レベル2の1.5倍の地震動を入力した場合で, 共に 5.0 m/s^2 以下であり, 安全限界余裕度IIを下回る。

次に, 各モデルの第1層の最大層せん断力係数 α_1 とダンパーのエネルギー吸収率 dW_p/E を図7に示す。図7(a)より, α_1 は柱に高強度鋼を用いたモデルHD-0.6, 基準モデルSD-1.0, 柱に大きな断面を用いたモデルSD-1.5の順で小さいことがわかる。これは, 図5のダンパー付与時の静的増分解析結果からもわかるように, 層間変位が同程度の場合, HD-0.6の負担せん断力が小さいためである。HD-0.6の第

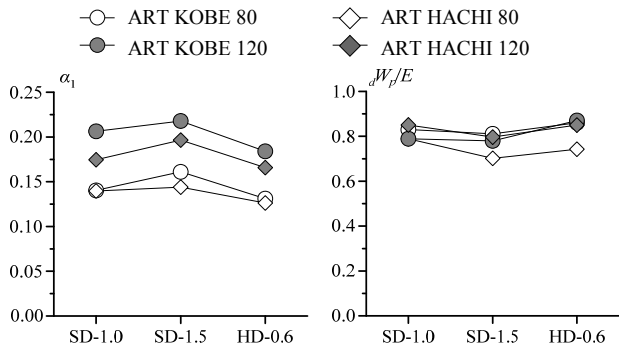


図7 第1層の最大層せん断力係数とダンパーのエネルギー吸収率

1層のダンパーの降伏層せん断力係数 $d\alpha_y$ は0.08であり, SD-1.0とSD-1.5の0.06より大きいことを考慮すると, HD-0.6の主架構の負担せん断力はSD-1.0とSD-1.5より小さい。

図7(b)より, ART HACHI 80を入力した場合を除き, HD-0.6の dW_p/E が他のモデルと比較して大きいことがわかる。検討用入力地震動によらず, SD-1.5の dW_p/E が最も小さい。これは, 図2, 図5からわかるように, ダンパーの水平方向の降伏変位 $d\delta_{yi}$ がすべてのモデルで等しく, HD-0.6の主架構の降伏変位が最も大きいためである。

4.2 主架構の損傷状態の評価

次に, 主架構の損傷状態に着目する。図8に, 塑性化した梁と柱位置を示す。部材端の弾塑性軸バネが一部降伏した梁を○, すべて降伏し塑性ヒンジが形成された梁を●で表す。●の大小は最大塑性率 μ の大きさを表す。対象は, ダンパーを設置しているC構面とする。検討用入力地震動は, 同じ入力レベルで比べたときに, 最大層間変形角 R が大きいART KOBE 80, ART KOBE 120とする。

図8(a)より, 基準モデルSD-1.0と柱に高強度鋼を用いたモデルHD-0.6は, 第1層のダンパーの降伏層せん断力係数 $d\alpha_y$ を0.06, 0.08とすることで, ART KOBE 80を入力した場合に, 梁に塑性ヒンジが形成されず, 柱を弾性範囲に留められた。しかし, 柱に大きな断面を用いたモデルSD-1.5は, 柱を弾性範囲に留められたが, 2階と3階の梁に塑性ヒンジが形成された。

図8(b)より, ART KOBE 120を入力した場合に, SD-1.0とSD-1.5の柱は塑性化した。HD-0.6の柱は弾性範囲に留められた。加えて, HD-0.6は, SD-1.0とSD-1.5より, 梁の最大塑性率 μ が小さく, 塑性ヒンジが形成された梁の数が少ない。SD-1.0, SD-1.5, HD-0.6の μ の最大値は, それぞれ3.94, 3.96, 2.08であり, HD-0.6の μ が最も小さい。これは, 前節で述べたように, HD-0.6は他のモデルと比べて, 主架構の負担せん断力が小さいためである。

5. 等価線形化理論に基づく評価

本章では, 主架構と座屈拘束ブレースで構成されるシステムを対象に, 一質点系の等価線形化理論に基づき等価減衰定数を求め, 性能曲線によって各モデルの応答低減効果を評価する。

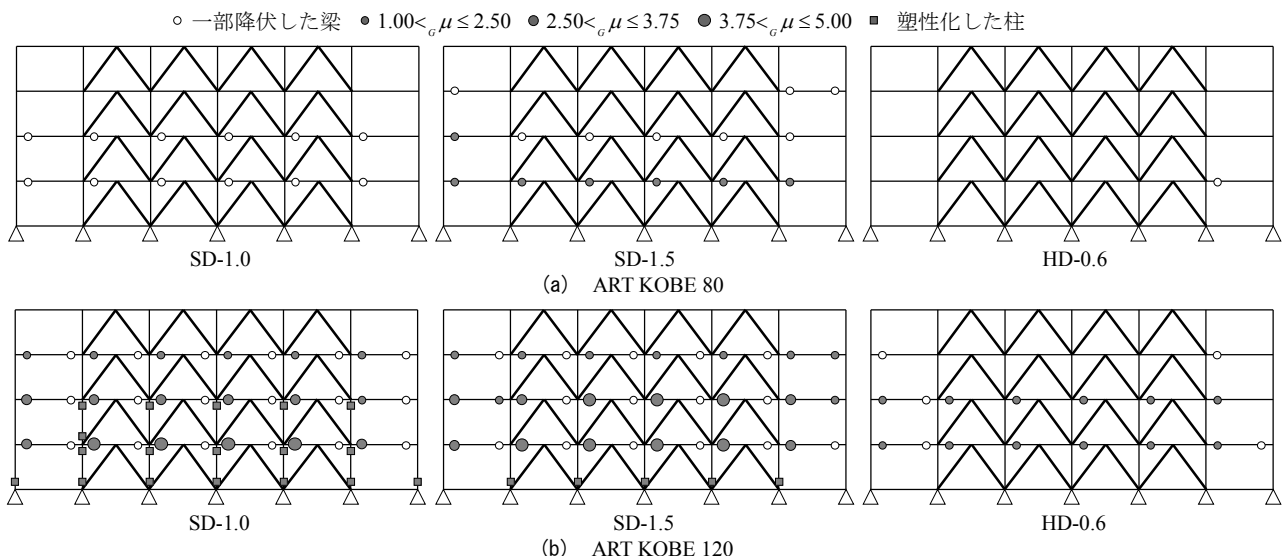


図8 主架構の損傷位置と梁の最大塑性率

5.1 等価減衰定数の導出

本報の主架構は塑性化するため、主架構の塑性化による履歴減衰定数の増加を考慮する。塑性化する主架構と弾塑性ダンパーで構成されるシステムの等価減衰定数は、蒲らにより提案されている¹⁴⁾。蒲らは、RC 架構と弾塑性ダンパーで構成されるシステムを対象に、主架構の最大塑性率時の等価減衰定数を近似式によって提案している。本報では、主架構とダンパーの最大塑性率 γ を用いることで、最大塑性率時の等価減衰定数を算出する。主架構が弾性的場合は、笠井らが提案した式¹⁵⁾と一致する。

主架構は、初期剛性 K_f 、降伏変位 u_{fy} 、2次剛性比 α_f となるバイリニア、ダンパーは初期剛性 K_d 、降伏変位 u_{dy} となる完全弾塑性型とし、ダンパーが先行して降伏するシステムとする。主架構、ダンパーの最大塑性率 μ_f 、 μ_d 、主架構とダンパーの剛性比 r_d 、主架構とダンパーの最大塑性率比 γ を、

$$\mu_f = \frac{u_{\max}}{u_{fy}}, \mu_d = \frac{u_{\max}}{u_{dy}}, r_d = \frac{K_d}{K_f}, \gamma = \frac{\mu_d}{\mu_f} \quad (2 \sim 5)$$

と定義する。ここで、 u_{\max} は最大変位である。主架構の割線剛性 K_{eqf} と K_f の比 p は、

$$p = \frac{1 - \alpha_f + \alpha_f \cdot \mu_f}{\mu_f} \quad : \mu_f > 1 \quad (6)$$

と表せる。 $\mu_f \leq 1$ で、 p は1である。

定常応答時の最大変位サイクルにおける主架構、ダンパーの履歴減衰定数 h_f 、 h_d は、主架構の最大塑性率 μ_f を用いて、

$$h_f = \frac{2(1-p)}{\pi\mu_f(p + \frac{r_d}{\mu_d})} = \frac{2(1-p)}{\pi\mu_f(p + \frac{r_d}{\gamma \cdot \mu_f})} \quad : \mu_f > 1 \quad (7)$$

$$h_d = \frac{2r_d(\mu_d - 1)}{\pi\mu_d^2(p + \frac{r_d}{\mu_d})} = \frac{2r_d(\gamma \cdot \mu_f - 1)}{\pi\gamma^2\mu_f^2(p + \frac{r_d}{\gamma \cdot \mu_f})} \quad : \mu_d > 1 \quad (8)$$

と表せる。 h_f は $\mu_f \leq 1$ で、 h_d は $\mu_d \leq 1$ で0である。定常応答時の最大変位サイクル時のシステムの履歴減衰定数は、 h_f と h_d の和である。

ランダム応答では、主架構の塑性率 μ'_f は、0から最大値までである。したがって、 μ'_f 時のシステムの等価減衰定数 h_{eq} は、各サイクルの定常応答の履歴減衰定数を平均し、初期減衰定数 h_0 を加えた、

$$h_{eq} = h_0 + \frac{1}{\mu'_f} \int_0^{\mu'_f} (h_f(\mu'_f) + h_d(\mu'_f)) d\mu'_f \quad (9)$$

と導出される¹⁴⁾。

5.2 等価減衰定数による評価

前節で示した(9)式を用いて、等価減衰定数 h_{eq} による評価を行う。建物全体の等価減衰定数 h_{eq} は、各層の等価減衰定数を各層の弾性歪エネルギーで重み付けすることで算出する⁵⁾。

最大層間変位は時刻歴応答解析結果を用いる。主架構の初期剛性 K_f 、降伏変位 u_{fy} 、2次剛性比 α_f は、静的増分解析結果を用いた等価バイリニアから得られた諸元とする。部材レベルモデルをせん断モデルに置換する場合は、柱の軸伸縮によって生じる全体の曲げ変形を考慮してダンパーの初期剛性を算出しなければならないが、3.3節のダンパーを付与したモデルの静的増分解析結果より、本報のモデルは、柱の軸伸縮による建物の曲げ変形が小さい建物と考えられる。したがって、第 i 層のダンパーの初期剛性 K_{di} は、

$$K_{di} = \frac{dQ_{yi}}{d\delta_{yi}} \quad (10)$$

で求める。ダンパーの水平方向の降伏変位 $d\delta_{yi}$ は0.0129 mとする。図9に、建物全体の等価減衰定数 h_{eq} を初期減衰定数 h_0 、主架構の履歴減衰定数 h_f およびダンパーの履歴減衰定数 h_d の成分ごとに示す。検討用入力地震動ごとに、左から、基準モデル SD-1.0、柱に大きな断面を用いたモデル SD-1.5、柱に高強度鋼を用いたモデル HD-0.6を示す。

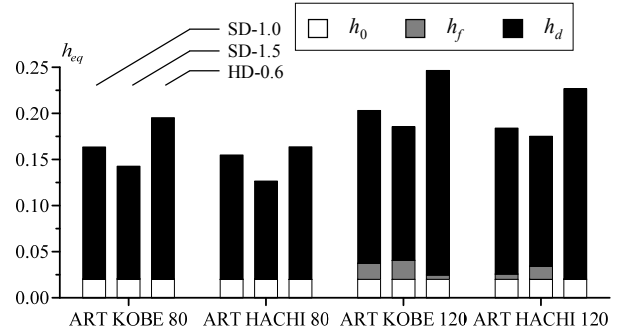


図9 等価減衰定数

図9より、等価減衰定数 h_{eq} は、ダンパーの履歴減衰定数 h_d の成分が大部分であることがわかる。 h_{eq} は、10%を超過し、HD-0.6は20%以上である。この理由としては、図5からもわかるように、主架構とダンパーの剛性比 r_d が大きく、システムの2次剛性が初期剛性と比べて小さいことが挙げられる。文献16)においても、等価減衰定数を各サイクルの定常応答の履歴減衰定数を平均して求めた場合、2次剛性比が小さいとき、等価減衰定数が大きく評価される傾向であることが述べられている。

h_{eq} 、 h_d は、HD-0.6が最も大きく、SD-1.5が最も小さい。これは、HD-0.6の r_d がSD-1.0とSD-1.5と比べて大きいためだと考えられる。主架構の履歴減衰定数 h_f は、HD-0.6が最も小さく、SD-1.5が最も大きい。これらの結果より、ダンパーのエネルギー吸収率 dW_p/E と主架構の損傷位置の検討と同様に、等価減衰定数 h_{eq} においても、柱の断面を小さくし、高強度鋼を用いることで、ダンパーのエネルギー吸収量を大きくでき、主架構の損傷を少なくできることがわかる。

5.3 性能曲線による評価

制振構造の応答低減効果は、等価減衰定数 h_{eq} と等価周期 T_{eq} を用いて、変位低減率 R_d とせん断力低減率 R_a で構成される性能曲線で評価できる⁵⁾。等価周期 T_{eq} 、第 i 層のシステムの等価剛性 K_{eqi} は、

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(m_i \sum_{j=1}^i \frac{B_j}{K_{eqi}} \right)}, \quad K_{eqi} = p_i K_{fi} + \frac{K_{di}}{\mu_{di}} \quad (11, 12)$$

で算出する。(11)、(12)式における添え字「 i 」は第 i 層を表す。検討用入力地震動の擬似速度応答スペクトル pS_v が一定の範囲の検討のため、変位低減率 R_d とせん断力低減率 R_a は、 pS_v が一定とした、

$$R_d = D_h \frac{T_{eq}}{T_f}, \quad R_a = R_d \left(\frac{T_f}{T_{eq}} \right)^2, \quad D_h = \sqrt{\frac{1 + \alpha \cdot h_0}{1 + \alpha \cdot h_{eq}}} \quad (13 \sim 15)$$

を用いた⁵⁾。 D_h は減衰による応答低減係数であり、本報では、告示波を用いたため、 α を75として D_h を算出した¹⁵⁾。変位低減率 $R_d = 1$ 、せ

せん断力低減率 $R_d = 1$ は、基準モデル SD-1.0 の主架構のみの弾性時の応答とする。 T_f は、SD-1.0 の主架構のみの固有周期、 h_0 は、0.02 である。(13)、(14)式から得られた R_d 、 R_a を図 10 に示す。図 10 には、SD-1.0 の主架構のみの R_d 、 R_a 、 h_{eq} および T_{eq}/T_f をそれぞれ併記した。

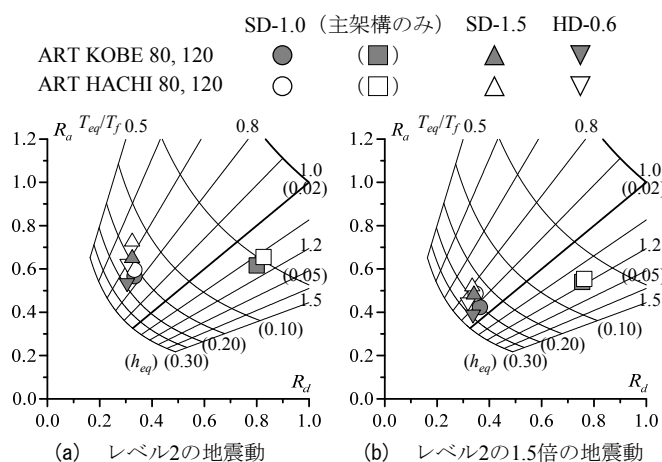


図 10 性能曲線

図 10 より、ダンパーを付与したことで、等価減衰定数 h_{eq} が大きく、等価周期 T_{eq} が小さくなり、基準モデル SD-1.0 の主架構のみの応答と比べて、変位低減率 R_d 、せん断力低減率 R_a 共に小さいことがわかる。各モデルの R_d は ART KOBE 80, ART HACHI 80 で 0.30 ~ 0.33, ART KOBE 120, ART HACHI 120 で 0.32 ~ 0.36 と差はほとんどない。一方で、 R_a は ART KOBE 80 を入力した場合、SD-1.0 が 0.57、柱に大きな断面を用いたモデル SD-1.5 が 0.66、柱に高強度鋼を用いたモデル HD-0.6 が 0.53, ART KOBE 120 を入力した場合、SD-1.0 が 0.42, SD-1.5 が 0.49, HD-0.6 が 0.38 と、高強度鋼を用いたモデルが最も小さい。HD-0.6 が SD-1.0 より R_d と R_a が小さいのは、プロットが左斜めに移動していることから、等価減衰定数の増大による影響が大きいと考えられる。性能曲線から、第 4 章の最大層間変形角 R と第 1 層の最大層せん断力係数 α_1 の検討と同様の結果が得られた。

6. まとめ

本報は、長期荷重によって断面が決定した主架構を基準モデルとし、柱の断面係数が基準モデルの約 0.6 倍の断面に引張強さが 780 N/mm² の高強度鋼を用いたモデルと、柱の断面係数が基準モデルの約 1.5 倍の断面を用いたモデルを作成した。ダンパーの投入量は、レベル 2 の地震動を入力した場合に、最大層間変形角が 1/100 rad 以下となるようにそれぞれのモデルで決定した。作成したモデルに、レベル 2、レベル 2 の 1.5 倍の告示波を入力し、最大応答値、ダンパーのエネルギー吸収率、主架構の損傷状態および等価減衰定数を評価した。限られた範囲の検討ではあるが、以下に得られた知見を示す。

- 1) 柱に高強度鋼を用いたモデルは、柱に大きな断面を用いたモデルと比較して、主架構の負担せん断力が小さく、ダンパーのエネルギー吸収率が大きくなった。
- 2) 柱に高強度鋼を用いたモデルは、長期設計した基準のモデルと柱に大きな断面を用いたモデルより、梁の最大塑性率を小さく、梁の塑性ヒンジの数を少なくできた。加えて、レベル 2 の 1.5 倍の地震動を入力した場合に、柱を弾性範囲に留められた。
- 3) 一質点系の等価線形化理論を用いて等価減衰定数を算出した結

果、柱に高強度鋼を用いたモデルは、柱に大きな断面を用いたモデルより、等価減衰定数が大きく、せん断力の低減効果が大きくなった。

謝辞

本報告は、JFE スチール (株)、JFE シビル (株)、東京工業大学佐藤研究室、東京理科大学北村研究室による共同研究の成果の一部を用いたものです。ここに記して、感謝の意を示します。

参考文献

- 1) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：1995 年兵庫県南部地震 鉄骨造建物被害調査報告書，1995. 5
- 2) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告—建築編 (3)，1997. 10
- 3) 中小企業庁：中小企業の事業継続計画 (BCP) 〈災害対応事例からみるポイント〉，2011. 5
- 4) 和田章，清水敬三，川合広樹，岩田衛，安倍重孝：建築物の損傷制御設計，丸善，1998. 9
- 5) 日本免振構造協会：パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第 3 版，2013. 7
- 6) 渡辺泰成，佐藤利昭，北村春幸，宮川和明，植木卓也：高強度鋼と履歴減衰型ダンパーを用いた高耐震中低層建物の耐震性能評価，構造工学論文集，Vol. 61B，pp. 429-438，2015. 3
- 7) 府省連携 革新的構造材料を用いた新構造システム建築物研究開発プロジェクト：成果報告書，新都市ハウジング協会，日本鉄鋼連盟，日本鋼構造協会，2009. 3
- 8) 成原弘之，泉満，山田隆夫，山口種美：80 キロ級鋼材の建築構造物への適用技術に関する研究 その 7 80 キロ級柱・50 キロ級梁仕口の高サイクル疲労強度，日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東) . C，構造 II，pp. 1283-1284，1993. 9
- 9) 萩原行人，上遠野明夫，鈴木孝彦，深沢隆，田沼良一：柱材に HT780 鋼を用いた柱梁十字骨組の履歴特性に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 482 号，pp. 103-112，1996. 4
- 10) 小早川拓，多賀謙蔵：柱に高強度鋼材，梁に相対的に強度の低い鋼材を用いた架構による高耐震性能構造の研究，日本建築学会近畿支部研究報告集. 構造系，第 52 巻，pp. 417-420，2012. 5
- 11) 佐藤大樹，北村春幸，藤澤一善，高山洋平，野村尚史：極大地震を想定した鋼構造建物の H-SA700 と従来鋼を用いた高耐震架構設計手法，日本建築学会構造工学論文集，Vol. 60B，pp. 471-478，2014. 3
- 12) 渡辺泰成，橋本奨吾，北村春幸，佐藤利昭，宮川和明，藤澤一善，植木卓也：柱に高強度鋼を用いた中低層制振構造建物の地震応答性状に関する研究，日本建築学会関東支部研究報告集 84 (I)，pp. 313-316，2014. 2
- 13) 北村春幸，宮内洋二，浦本弥樹：性能設計における性能判断基準値に関する研究— JSCA 耐震性能メニューの安全限界値と余裕度レベルの検討—，日本建築学会構造系論文集，第 604 号，pp. 183-191，2006. 6
- 14) 蒲武川，笠井和彦：弾塑性ダンパーを用いた多層 RC 構造の地震応答制御設計法，日本建築学会構造系論文集，第 78 巻，第 685 号，pp. 461-470，2013. 3
- 15) 笠井和彦，伊藤浩資：弾塑性ダンパーの剛性・降伏力・塑性率の調整による制振構造の応答制御手法，日本建築学会構造系論文集，第 595 号，pp. 45-55，2005. 9
- 16) 石井正人，和田章：履歴型ダンパーを設置した鋼構造建物の等価線形化による地震応答予測，日本建築学会構造系論文集，第 73 巻，第 632 号，pp. 1735-1743，2008. 10

[2016 年 2 月 3 日原稿受理 2016 年 4 月 22 日採用決定]